

ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΩΝ ΣΤΑΤΙΚΩΝ ΚΑΙ ΔΥΝΑΜΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ.

ΧΑΡΑΛΑΜΠΟΠΟΥΛΟΥ ΗΡΩ ΚΩΝ/ΝΑ
Προπτυχιακή Φοιτήτρια Π.Π., h.iro@outlook.com

Περίληψη

Στην παρούσα εργασία γίνεται εφαρμογή των δύο μη-γραμμικών μεθόδων ανάλυσης που μπορούν να χρησιμοποιηθούν σύμφωνα με τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς: (α) της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (Pushover Analysis) και (β) της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας (Time-History Analysis). Σκοπός της εργασίας είναι η αξιολόγηση της αντοχής και της σεισμικής συμπεριφοράς υφιστάμενης, διώροφης κατασκευής κτισμένης το 1975 με χρήση του λογισμικού ETABS και σύμφωνα με τις υποδείξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ., ενώ επίσης και η διερεύνηση επιμέρους λεπτομερειών αναγκαίων για την εφαρμογή των δύο μεθόδων και η σύγκριση των αποτελεσμάτων τους.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Με το πέρασμα των χρόνων, η ανεπάρκεια μεγάλου μέρους των υφιστάμενων κατασκευών στην Ελλάδα έναντι σεισμικών καταπονήσεων μέτριας έως υψηλής έντασης συνθέτει ένα από τα βασικότερα προβλήματα που χρήζουν της άμεσης προσοχής, οδηγώντας στην ανάγκη σύνταξης κανονιστικού πλαισίου για την ενίσχυση κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα. Όπως είναι εύκολο να φανταστεί κανείς, τόσο η ενίσχυση, όσο και η αποκατάσταση των κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα, αποτελούν ένα ιδιαίτερα σημαντικό θέμα για έναν πολιτικό μηχανικό. Η ενσωμάτωση σύγχρονων αντισεισμικών διατάξεων στο πεδίο του σχεδιασμού και της κατασκευής νέων δομικών έργων είναι σχετικά πρόσφατη και σε συνδυασμό με το γεγονός ότι τα σεισμικά φορτία-απαιτήσεις σχεδιασμού που καλούνται να αντεπεξέλθουν οι υφιστάμενες κατασκευές (ειδικά πριν το 1985) συνεχώς αυξάνονται, καθιστούν αναγκαία την οργάνωση και συστηματοποίηση της αντισεισμικής ενίσχυσης των κτιρίων μιας τόσο σεισμικά ενεργής χώρας όπως η δικιά μας.

Η αρχική αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς των κατασκευών, νέων καθώς και υφιστάμενων, έγινε (ενώ σε συγκεκριμένες περιπτώσεις γίνεται ακόμη και σήμερα) με ελαστικές αναλύσεις, οι οποίες όμως δεν είναι ικανές να προσεγγίσουν την πραγματική απόκριση. Οι κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος σήμερα σχεδιάζονται ώστε να παρουσιάζουν σημαντικό εύρος μετελαστικής συμπεριφοράς κατά τη σεισμική τους απόκριση και ο φορέας αναμένεται να παραλάβει την σεισμική επιβάρυνση, μέσω της ανάπτυξης κατάλληλου μηχανισμού πλαστικών αρθρώσεων σε προσεκτικά διαστασιολογημένες διατομές των δομικών στοιχείων. Γι' αυτό το λόγο άρχισε να γίνεται χρήση των ανελαστικών μεθόδων ανάλυσης των κατασκευών, της ανελαστικής στατικής και της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης, ενώ υπάρχει πληθώρα εργασιών στις οποίες γίνεται διερεύνηση για το πώς μπορεί να βελτιωθεί η κάθε μέθοδος.

Στη παρούσα εργασία, θα διερευνηθούν, σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ.[1], οι επιμέρους λεπτομέρειες για την εφαρμογή των δύο μεθόδων και θα γίνει συγκριτική αξιολόγηση των αποτελεσμάτων τους, υποδεικνύοντας τα σημεία όπου τα αποτελέσματα τους συγκλίνουν ή αποκλίνουν.

2. ΒΑΣΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΩΝ ΜΕΘΟΔΩΝ

2.1. ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ - PUSHOVER ANALYSIS

Η στατική ανελαστική ανάλυση αφορά μη-γραμμική ανελαστική απόκριση του φορέα, υπό τη δράση οριζόντιων δυνάμεων στατικού τύπου για την προσομοίωση της σεισμικής φόρτισης. Το κέρδος της συγκεκριμένης προσέγγισης είναι η απλή και γρήγορη διαδικασία ανάλυσης σε επίπεδο απαιτήσεων τόσο για τον μελετητή όσο για το λογισμικό που θα χρησιμοποιηθεί.

Πρόκειται για μια διαδικασία απλούστερη σε απαιτήσεις προσομοίωσης και επίλυσης σε σχέση με την πλήρη δυναμική ανελαστική ανάλυση, η οποία όμως έχει ικανοποιητικά αποτελέσματα μόνο στην περίπτωση φορέων που συνήθως χαρακτηρίζονται «κανονικοί», με χαμηλή συμμετοχή των ανώτερων ιδιομορφών απόκρισης (KAN.ΕΠΕ. §5.7.2α)[1].

Κατά την ανελαστική στατική ανάλυση εξετάζεται η συμπεριφορά του φορέα υπό τη δράση σταθερών φορτίων βαρύτητας και μονοτονικά αυξανόμενων οριζόντιων φορτίων. Βασικό αποτέλεσμα της μεθόδου είναι η καμπύλη ικανότητας (ή καμπύλη αντίστασης) της κατασκευής, όπου αποτυπώνεται η μεταβολή της τέμνουσας βάσης με τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου, η θέση του οποίου συνήθως αφορά το κέντρο μάζας στην κορυφή του φορέα (KAN.ΕΠΕ. §5.7.3.2)[1]. Η ανάλυση διενεργείται μέχρι να σημειωθεί αστοχία του φορέα. Η συνήθης μορφή αστοχίας είναι η αστοχία σε κάμψη μιας κρίσιμης διατομής (ο ικανοτικός σχεδιασμός που επιβάλλουν οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί εξασφαλίζει μεταξύ άλλων η καμπτική αστοχία να προηγείται πάντοτε της διατμητικής) ή η μετατροπή του φορέα σε μηχανισμό, τοπικά ή συνολικά.

2.2. ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ - TIME-HISTORY ANALYSIS

Στη δυναμική ανελαστική ανάλυση χρησιμοποιείται ένα προσομοίωμα του φορέα το οποίο ενσωματώνει ανελαστικούς νόμους φορτίου – παραμόρφωσης για τα επιμέρους δομικά στοιχεία του κτιρίου. Στον φορέα εφαρμόζεται σεισμική φόρτιση η οποία εκφράζεται από επιταχυνσιογραφήματα εδαφικών κινήσεων και η απόκριση του φορέα υπολογίζεται με επαναληπτικό τρόπο με χρήση χρονικών βημάτων. Τα υπολογιζόμενα εντατικά μεγέθη του φορέα αποτελούν ορθολογικές προσεγγίσεις των αναμενόμενων κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, επειδή το μοντέλο προσομοίωσης και η μεθοδολογία προσεγγίζουν με μεγάλη αμεσότητα την ανελαστική απόκριση του φορέα κατά τη διάρκεια ενός πραγματικού σεισμικού φαινομένου. Για τους παραπάνω λόγους, η ανελαστική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας μπορεί να εφαρμοστεί χωρίς περιορισμούς σε οποιονδήποτε φορέα ή έδαφος θεμελίωσης. Παρόλα αυτά, η απόκριση της κατασκευής μπορεί να είναι ιδιαίτερα ευαίσθητη στα χαρακτηριστικά των συγκεκριμένων επιταχυνσιογραφημάτων που χρησιμοποιούνται, συνεπώς, η ανάλυση χρονοϊστορίας πρέπει να επαναλαμβάνεται για περισσότερες από μία εδαφικές διεγέρσεις.

Ενώ η ανελαστική δυναμική ανάλυση είναι η ακριβέστερη μέθοδος ανάλυσης, χρησιμοποιείται σε περιορισμένο βαθμό στο σχεδιασμό των κατασκευών, λόγω του μεγάλου υπολογιστικού κόστους, της ανάγκης προσεκτικής επιλογής επιταχυνσιογραφημάτων και της δυσκολίας στην επεξεργασία του μεγάλου όγκου των εξαγόμενων αποτελεσμάτων. Χρησιμοποιείται κυρίως για ερευνητικούς σκοπούς ως σημείο αναφοράς και εργαλείο αξιολόγησης της ακρίβειας των αποτελεσμάτων των υπόλοιπων μεθόδων ανάλυσης και κυρίως της ανελαστικής στατικής μεθόδου.

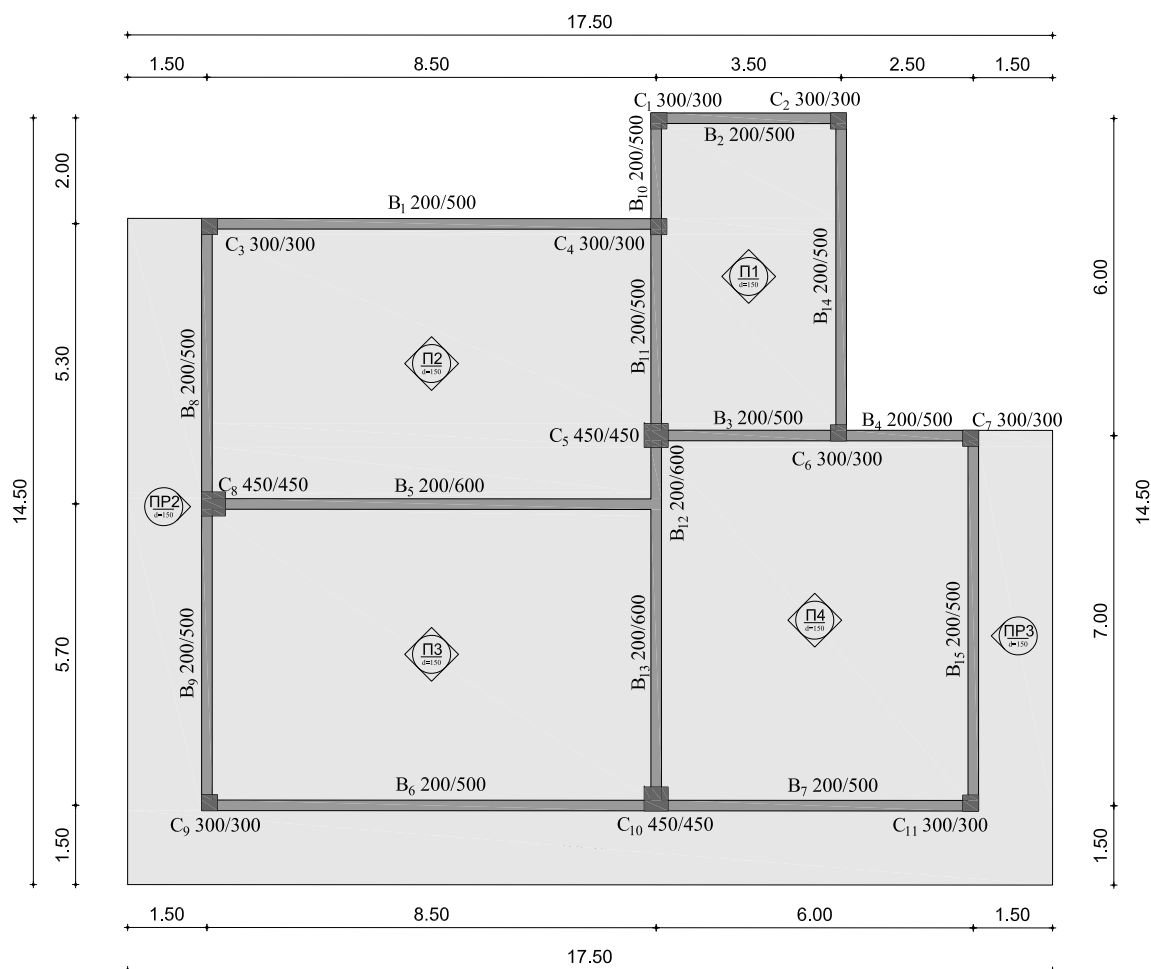
3. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΦΟΡΕΑ

Ο υπό εξέταση φορέας είναι μια δώροφη κατοικία κατασκευασμένη το 1975 σε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II.

Κατά την αποτίμηση της κατασκευής οι διαστάσεις των δομικών μελών, οι οπλισμοί αυτών καθώς και τα φορτία επί αυτών προκύπτουν ως εξής:

- Υποστυλώματα
 - γωνιακά 300/300 με οπλισμό 4Φ20
 - περιμετρικά και κεντρικά 450/450 με οπλισμό 8Φ16
 - συνδετήρες σε όλα τα υποστυλώματα Φ8/200, καλά αγκυρωμένοι με ημικυκλικά άγκιστρα
- Δοκοί
 - 200/500 με οπλισμό στο κάτω πέλμα ανοιγμάτων 4Φ14 από τα οποία τα μισά κάμ-

- πτονται στις στηρίξεις, όπου επιπλέον υπάρχει πρόσθετος αντισεισμικός οπλισμός 2Φ14 (άνω)
- 200/600 με οπλισμό στο κάτω πέλμα ανοιγμάτων 4Φ16 από τα οποία τα μισά κάμπτονται στις στηρίξεις, όπου επιπλέον υπάρχει οπλισμός 2Φ18 (άνω)
- συνδετήρες σε όλες τις δοκούς Φ8/300 με επαρκή αγκύρωση
- Πλάκες
 - πάχος $h_f = 150mm$
 - οπλισμένες και στις δύο διευθύνσεις με Φ8/150
 - φορτίο επίστρωσης $1.5kN/m^2$
 - κινητά φορτία κατά ΕΚ1
 - * εσωτερικές πλάκες $2kN/m^2$
 - * πλάκες προβάλων $5kN/m^2$
 - το δώμα θεωρείται μη βατό
- Τοιχοπληρώσεις
 - περιμετρικά υπάρχει μπατική τοιχοποιία με φαινόμενο βάρος $3.6kN/m^2$ επιφάνειας όψης
 - εσωτερικά υπάρχει δρομική τοιχοποιία με φαινόμενο βάρος $2.1kN/m^2$.
 - λόγω των ανοιγμάτων, τα παραπάνω φαινόμενα βάρη μειώνονται κατά 50% και 35% αντίστοιχα
 - επί των περιμετρικών δοκών οροφής υπάρχει μπατική τοιχοποιία ύψους 1.2m



Σχήμα 1. Κάτοψη τυπικού ορόφου υφιστάμενης διώροφης κατασκευής

4. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΦΟΡΕΑ

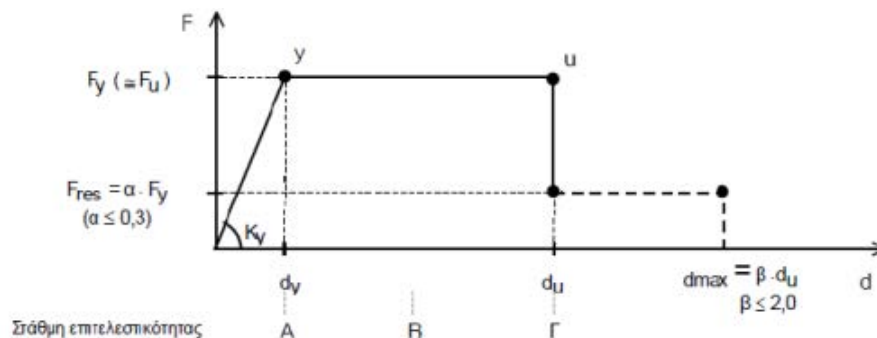
Για την προσομοίωση του φορέα προς εξέταση που περιγράφηκε στην προηγούμενη ενότητα επιλέχθηκε το πρόγραμμα στατικής ανάλυσης ETABS[7]. Προκειμένου να γίνει η προσομοίωση και η αποτίμηση της κατασκευής πρέπει πρώτα να γίνουν ορισμένες παραδοχές ούτως ώστε η συμπεριφορά του κτιρίου να αντικατοπτρίζει όσο το δυνατόν καλύτερα τη πραγματικότητα.

Όσο αφορά τα γραμμικά μέλη, οι δοκοί και τα υποστυλώματα προσομοιώθηκαν με τη χρήση γραμμικών στοιχείων δοκού. Βάσει της §7.2.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ[1], ειδικά για την περίπτωση των δοκών, έγινε χρήση πλακοδοκών όπως ορίζει ο EN1992-1 [2]. Επιπροσθέτως, στη περίπτωση εφελκυσμού των πλακοδοκών προβλέπεται και ο συνυπολογισμός του σπλισμού των πλακών εντός του συνεργαζόμενου πλάτους εκατέρωθεν της δοκού εάν και εφόσον αυτός είναι επαρκώς αγκυρωμένος στις στηρίξεις.

Η επιρροή των πλακών στο φορέα εξασφαλίζεται μέσω των πλακοδοκών που προαναφέρθηκαν καθώς και με κατάλληλη διανομή των φορτίων στις δοκούς. Επιπλέον ορίστηκε διαφραγματική λειτουργία στους κόμβους που περιβάλλουν τις πλάκες με σκοπό την ενιαία οριζόντια μετατόπιση των κόμβων κάθε ορόφου. Η κατανομή των φορτίων των πλακών στις δοκούς έγινε σύμφωνα με τις επιφάνειες επιρροής που περιγράφονται στο κεφάλαιο §9.1.5 Ε.Κ.Ω.Σ.2000[6] και κατανεμήθηκαν κατά μήκος των δοκών. Οι τοιχοπληρώσεις λήφθηκαν υπόψη με το βάρος τους κατανεμημένο στις πλακοδοκούς. Το ίδιο βάρος των υποστυλωμάτων και των δοκών υπολογίζεται αυτόματα από το πρόγραμμα.

Για την ορθή προσομοίωση των κόμβων των πλαισίων, οι περιοχές του κόμβου όπου συντρέχουν και υπερκαλύπτονται τα γραμμικά μέλη (υποστυλώματα-πλακοδοκοί), προσομοιώθηκαν με χρήση άκαμπτων μελών. Όσο αφορά τη θεμελίωση, στις θέσεις στήριξης θεωρήθηκε πλήρης δέσμευση των μετακινήσεων και των στροφών.

Οι πλαστικές αρθρώσεις, οι οποίες επισυνάπτονται στα άκρα όλων των μελών, προσομοιώνουν τις πλαστικές ιδιότητες των μελών μέσω γωνιών στροφής, ενώ το υπόλοιπο μέλος συμπεριφέρεται ελαστικά. Οι περιοχές αυτές σε συνήθη κτίρια πλαισιακού τύπου, είναι οι πλέον κρίσιμες περιοχές δοκών και υποστυλωμάτων καθώς εκεί μεγιστοποιούνται οι εντάσεις. Για τον ορισμό τους χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα BIAX[4, 5], το οποίο με γνωστές τις ιδιότητες των υλικών και τον σπλισμό του κάθε στοιχείου και θεωρώντας διαξονική κάμψη συναρτήσει συγκεκριμένου αξονικού φορτίου για τα υποστυλώματα και κάμψη περί ισχυρό άξονα για τις δοκούς, υπολογίζει τις σχέσεις ροπής- πλαστικής στροφής έτσι ώστε αυτά να εισαχθούν στο πρόγραμμα ανάλυσης ETABS[7]. Με χρήση του ίδιου προγράμματος υπολογίστηκαν επίσης και οι μειωμένες καμπτικές δυσκαμψίες κάθε γραμμικού μέλους.



Σχήμα 2. Διάγραμμα ανελαστικής συμπεριφοράς γραμμικών μελών οπλισμένου σκυροδέματος[1]

5. ΑΝΑΛΥΣΗ - ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

5.1. ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Σύμφωνα με την §5.7.2. ΚΑΝ.ΕΠΕ.[1], η ανελαστική στατική ανάλυση προϋποθέτει η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών να μην είναι σημαντική. Αυτό αποδεικνύεται πραγματοποιώντας αρχικά δύο ελαστικές αναλύσεις. Στην πρώτη γίνεται χρήση του ελαστικού φάσματος του Ευρωκώδικα 8 [3] (με $q = 1$, δηλαδή χωρίς απομείωση της σεισμικής δράσης και $S = 1.2$, $T_B = 0.15sec$, $T_C = 0.5sec$, $T_D = 2.5sec$) και συνεκτιμώνται οι ιδιομορφές οι οποίες συνεισφέρουν τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας ενώ η δεύτερη γίνεται με βάση μόνο την πρώτη ιδιομορφή (σε κάθε διεύθυνση). Η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών θεωρείται σημαντική όταν η τέμνουσα έστω και σε έναν όροφο προκύπτει από την πρώτη ανάλυση 130% μεγαλύτερη από εκείνη της δεύτερης.

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος (sec)	Συνεισφορά UX	Συνεισφορά UY	Συνεισφορά RZ
1	0.563	0.5116	0.0026	0.3643
2	0.497	0.0909	0.7120	0.0832
3	0.492	0.2749	0.1715	0.4436
4	0.167	0.0497	0.0001	0.0704
5	0.156	0.0640	0.0159	0.0303
6	0.154	0.0089	0.0957	0.1199

Πίνακας 1. Ιδιομορφές-ιδιοπερίοδοι και συνεισφορά μαζών

Ύστερα από τις αναλύσεις προκύπτει ότι οι ανώτερες ιδιομορφές δεν έχουν σημαντική επιρροή στον συγκεκριμένο φορέα.

Αναφορικά, αν η επιρροή ήταν σημαντική, τότε η στατική ανελαστική ανάλυση επιτρέπεται να εφαρμοστεί υπό τον όρο ότι θα εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μία συμπληρωματική ελαστική δυναμική ανάλυση (με όποιες προϋποθέσεις ορίζει §5.6 ΚΑΝ.ΕΠΕ.[1] για εκείνη), διεξάγοντας όλους τους ελέγχους και με τις δύο μεθόδους και αυξάνοντας κατά 25% τις τιμές των παραμέτρων των ελέγχων.

Αν και δεν απαιτείται, θεωρήθηκε σημαντικό να παρουσιαστούν και τα αποτελέσματα που προκύπτουν από την προκαταρκτική ελαστική φασματική ανάλυση για τους συνδυασμούς φόρτισης $G + 0.3Q \pm E_X \pm 0.3E_Y$ και $G + 0.3Q \pm 0.3E_X \pm E_Y$, όσο αφορά τον δείκτη ανεπάρκειας των στοιχείων της κατασκευής.

Ως δείκτης ανεπάρκειας λ ενός δομικού στοιχείου ορίζεται σύμφωνα με την ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.1[1]:

$$\lambda = \frac{S_E}{R_m}$$

όπου S_E είναι τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από τη δράση του σεισμικού σχεδιασμού για $q = 1$ (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §4.4.2)[1] και R_m είναι η διαθέσιμη αντίσταση του στοιχείου, υπολογισμένη με τις μέσες τιμές αντοχής των υλικών (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.1.4)[1].

Εκτός από τα εντατικά μεγέθη απαραίτητος είναι και ο προσδιορισμός της καμπτικής και διατμητικής αντοχής κάθε μέλους ώστε να διαπιστωθεί εάν η διατμητική αστοχία προηγείται της καμπτικής. Με αυτόν τον τρόπο διαπιστώνεται αν το μέλος αστοχεί με ψαθυρό ή πλαστικό τρόπο, αντίστοιχα.

Για τον υπολογισμό της καμπτικής αντοχής κάθε γραμμικού μέλους έγινε χρήση του προγράμματος BIAx [4, 5], ενώ η διατμητική αντοχή [8] υπολογίστηκε ως:

$$V_{Rd} = \frac{z}{H_{cl}} N_d + \frac{A_{sx}}{s} z f_{ywd} \cot \theta$$

όπου $z = 0.9d$, H_{cl} το καθαρό ύψος του μέλους, N_d το αξονικό φορτίο για συνδυασμό

φόρτισης $G + 0.3Q$, A_{sx} το εμβαδόν του οπλισμού διάτμησης, f_{ywd} η αντοχή σχεδιασμού του οπλισμού διάτμησης και $21.8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$ (στη παρούσα εργασία χρησιμοποιήθηκε $\theta = 45^\circ$).

Επίσης, υπολογίζεται και η τέμνουσα που αντιστοιχεί στη ροπή αντοχής του μέλους

$$V_{Mu} = \frac{M_{Rd}}{L_s}$$

όπου $L_s = H_{\text{ορόφου}}/2$ το μήκος διάτμησης κατά προσέγγιση.

	Υποστυλώμα	Διαστάσεις (mm)	M_{Rd} (kNm)	V_{Mu} (kN)	V_{Rd} (kN)	N (kN)	M_{Ed} (kN)	λ
Ισόγειο	C1	300x300	67.94	50.33	54.01	64.94	180.38	2.65
	C2	300x300	76.94	56.79	61.24	147.69	182.35	2.38
	C3	300x300	84.75	62.78	68.34	229.01	197.30	2.33
	C4	300x300	83.15	61.59	66.94	212.94	213.96	2.57
	C5	450x450	189.30	140.22	152.72	553.16	715.39	3.78
	C6	300x300	82.87	61.39	66.69	210.16	204.06	2.46
	C7	300x300	82.61	61.19	66.47	207.55	199.86	2.42
	C8	450x450	133.66	135.93	153.38	557.92	747.30	4.07
	C9	300x300	89.72	66.46	73.44	287.45	174.50	1.94
	C10	450x450	181.12	134.16	150.83	539.47	784.29	4.33
	C11	300x300	88.81	65.79	72.39	275.44	208.68	2.35
1ος Ορόφος	C1	300x300	64.50	47.78	51.28	33.69	137.95	2.14
	C2	300x300	68.39	50.66	54.41	69.53	145.21	2.12
	C3	300x300	72.49	53.70	57.71	107.34	155.95	2.15
	C4	300x300	71.28	52.80	56.74	96.18	211.18	2.96
	C5	450x450	134.10	99.33	112.42	261.16	329.00	2.45
	C6	300x300	71.64	53.07	57.03	99.55	236.66	3.30
	C7	300x300	71.36	52.86	56.81	96.95	152.82	2.14
	C8	450x450	133.66	99.01	112.08	258.66	301.46	2.26
	C9	300x300	75.14	55.66	59.90	132.36	165.74	2.21
	C10	450x450	132.56	98.19	111.21	252.40	307.16	2.32
	C11	300x300	74.61	55.27	59.43	126.99	186.92	2.51

Πίνακας 2. Καμπτική-διατμητική αντοχή υποστυλωμάτων

Η σύγκριση της τέμνουσας αντοχής με την ικανοτική τέμνουσα γίνεται για λόγους απλοποίησης με θεώρηση μονοαξονικής καταπόνησης, αφού η ροπή αντοχής είναι κοινή και στις δύο διευθύνσεις λόγω γεωμετρικής συμμετρίας και συμμετρίας των οπλισμών σε όλες τις διατομές υποστυλωμάτων.

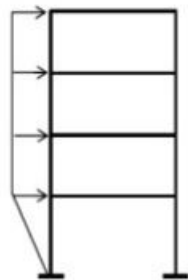
Παρατηρούμε ότι σύμφωνα με τον απλοποιητικό αυτό έλεγχο η καμπτική αστοχία προηγείται της διατμητικής, γεγονός που θα θεωρήσουμε ότι ισχύει και κατά την πραγματοποίηση των ανελαστικών αναλύσεων που ακολουθούν. Το ότι η διατμητική αντοχή υπερτερεί της ικανοτικής τέμνουσας δεν οφείλεται στο ότι έχουν ακολουθηθεί αντισεισμικές διατάξεις που αφορούν τους συνδετήρες (δίτμητοι $\Phi 8/200$ σε όλα τα υποστυλώματα), αλλά στο περιορισμένο εμβαδόν του διαμήκους οπλισμού των υποστυλωμάτων.

Επίσης, παρατηρούμε ότι σε όλα τα υποστυλώματα ο βαθμός ανεπάρκειας προκύπτει μεγαλύτερος του 1, με μέγιστο βαθμό ανεπάρκειας το 4.33, γεγονός όμως αναμενόμενο λόγω των αυξημένων σεισμικών φορτίσεων των σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών σε σχέση με εκείνων που ίσχυαν κατά των σχεδιασμό του κτιρίου.

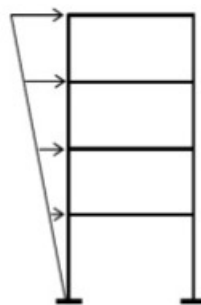
5.2. ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Σύμφωνα και με ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.7.3.3[1] για τις ανελαστικές στατικές αναλύσεις θεωρούνται δύο διαφορετικές κατανομές φορτίων ώστε να λαμβάνεται υπόψη η μεταβολή του τρόπου κατανομής των φορτίων λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς του φορέα αλλά και λόγω της επιρ-

ροής των ανώτερων ιδιομορφών. Στη παρούσα εργασία έγιναν αναλύσεις με ομοιόμορφη και τριγωνική κατανομή των οριζόντιων φορτίων.



Σχήμα 3. Ομοιόμορφη κατανομή



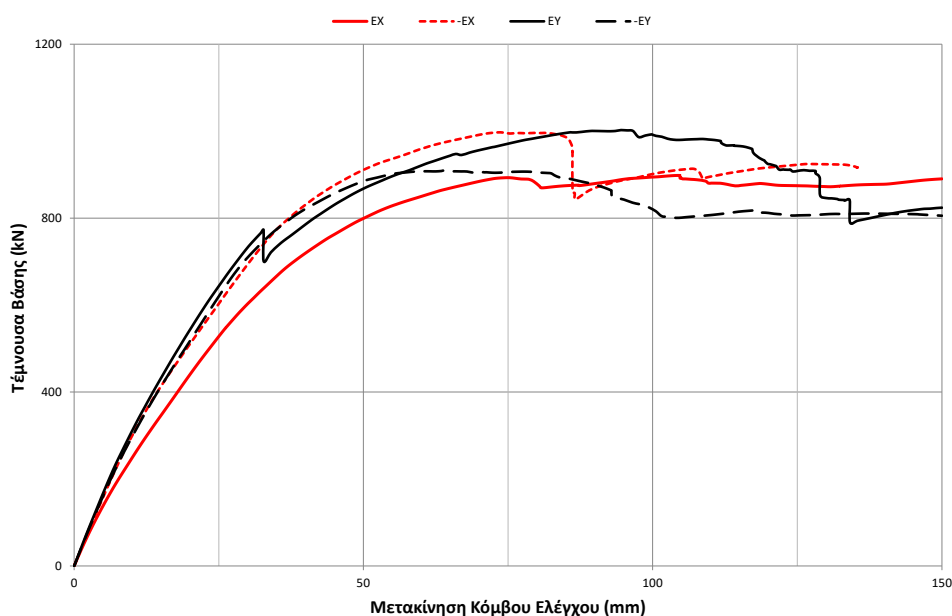
Σχήμα 4. Τριγωνική κατανομή

Σε αντίθεση με την ελαστική ανάλυση, όπου ισχύει η αρχή της επαλληλίας, λόγω της μη γραμμικότητας της ανάλυσης και για λόγους εποπτείας κάθε διεύθυνση φόρτισης εξετάζεται ανεξάρτητα: $G + 0.3Q \pm E_X$ και $G + 0.3Q \pm E_Y$, προκύπτουν συνεπώς συνολικά 8 αναλύσεις.

Η προσομοίωση της σεισμικής δράσης γίνεται σε φορέα ήδη φορτισμένο με τα υφιστάμενα κατακόρυφα φορτία $G + 0.3Q$. Ως στοχευόμενη μετατόπιση του κόμβου ελέγχου ορίζεται περίπου το 4% του συνολικού ύψους της κατασκευής έτσι ώστε να προκύψει επαρκής καμπύλη ικανότητας[5].

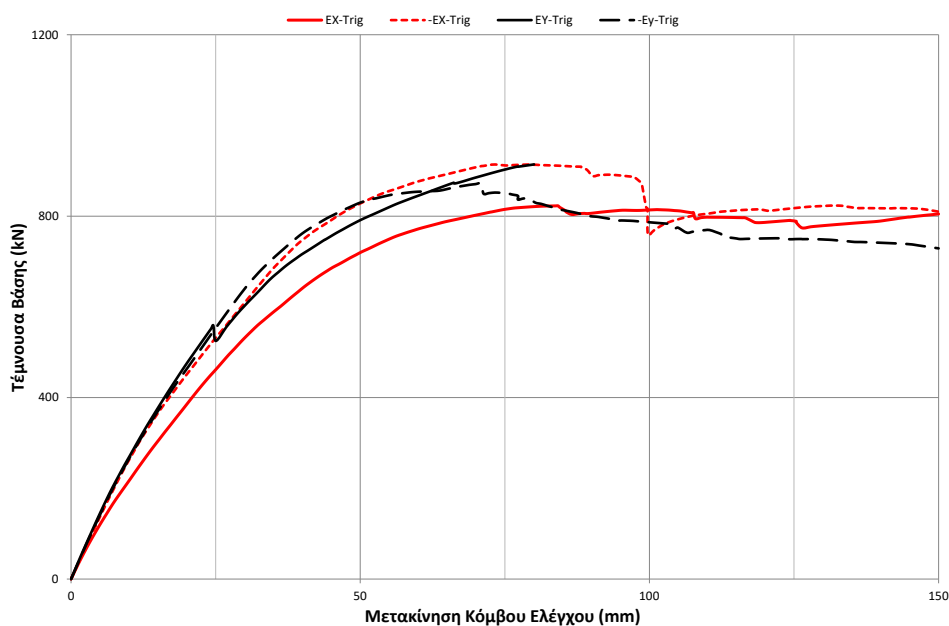
5.2.1. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΔΙΕΥΘΥΝΣΕΩΝ ΦΟΡΤΙΣΗΣ

Στο Σχήμα 5 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για την περίπτωση της ομοιόμορφης κατανομής οριζοντίων φορτίων καθ' ύψος για τις δύο διευθύνσεις. Αντίστοιχα, στο Σχήμα 6 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για την περίπτωση της τριγωνικής κατανομής.



Σχήμα 5. Καμπύλες ικανότητας για τις διευθύνσεις X και Y για ομοιόμορφη κατανομή οριζοντίων φορτίων

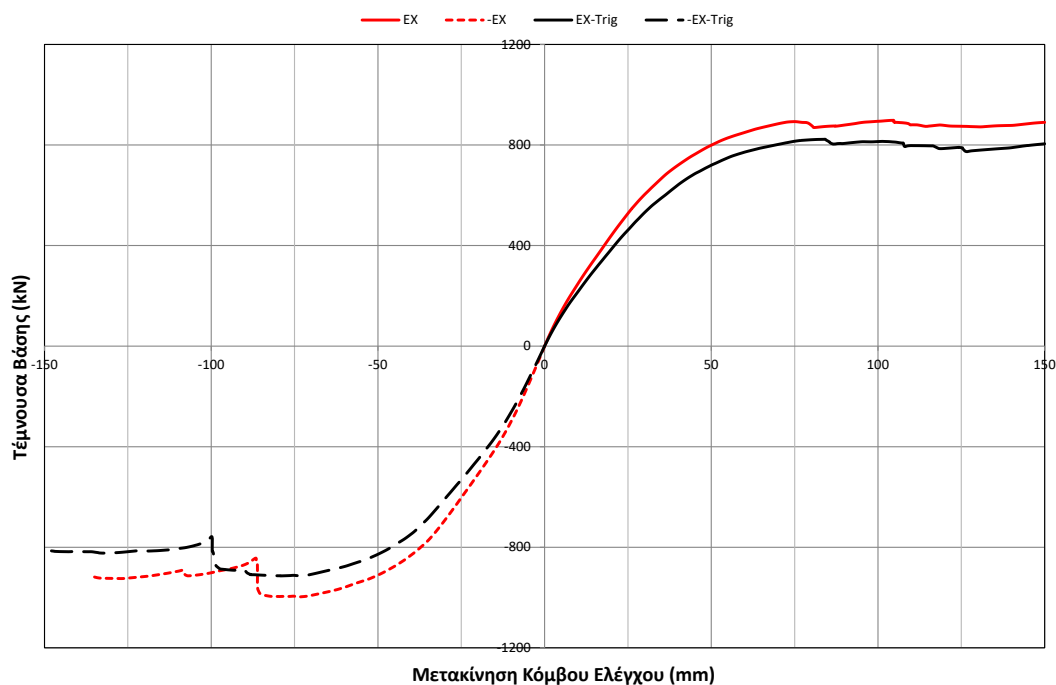
Παρατηρούμε ότι και για τις δύο περιπτώσεις κατανομής των φορτίων, ο φορέας παρουσιάζει παρόμοια συμπεριφορά ανά διεύθυνση τόσο όσο αφορά στην αρχική ελαστική δυσκαμψία όσο και στην μετελαστική. Συγκεκριμένα, το άνω όριο της τέμνουσας δύναμης είναι παραπλήσιου μεγέθους για όλες τις περιπτώσεις (περίπου στο 25% του βάρους της κατασκευής).



Σχήμα 6. Καμπύλες ικανότητας για τις διευθύνσεις X και Y για τριγωνική κατανομή οριζόντιων φορτίων

5.2.2. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΔΙΑΦΟΡΕΤΙΚΩΝ ΚΑΤΑΝΟΜΩΝ ΦΟΡΤΙΣΗΣ

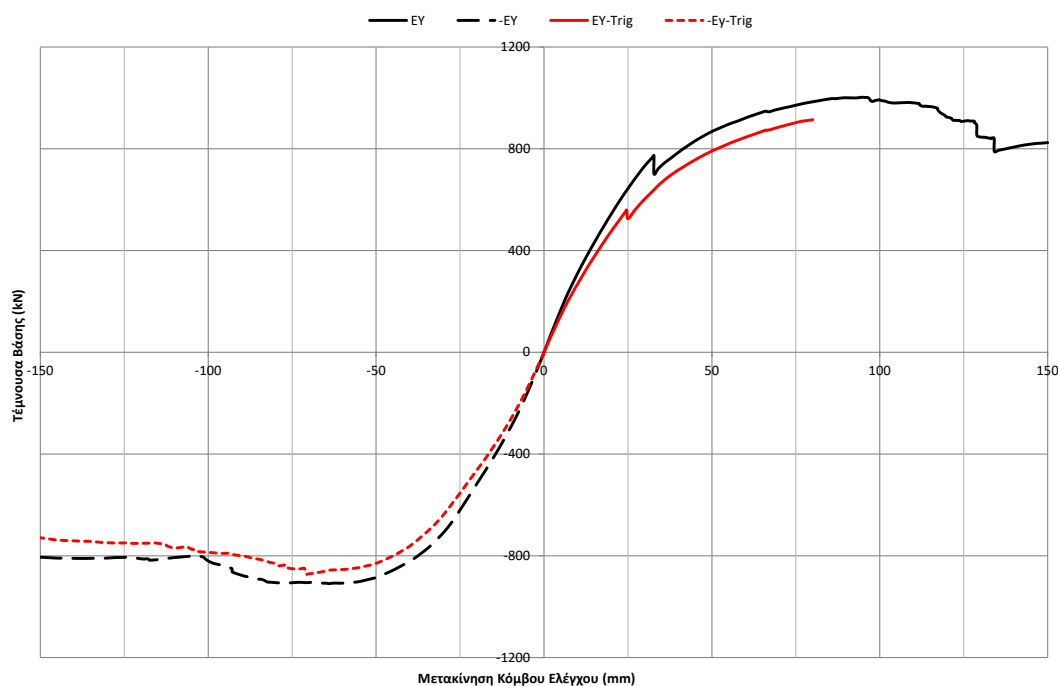
Στο Σχήμα 7 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ομοιόμορφης και της τριγωνικής κατανομής των οριζόντιων φορτίων καθ' ύψος για την διεύθυνση X. Αντίστοιχα, στο Σχήμα 8 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για την διεύθυνση Y.



Σχήμα 7. Καμπύλες ικανότητας ομοιόμορφης και τριγωνικής κατανομής (διεύθυνση X)

Παρατηρώντας τα παρακάτω διαγράμματα, εντοπίζουμε μικρότερη κλίση της καμπύλης ικανότητας στη περίπτωση της τριγωνικής κατανομής. Η διαφοροποίηση αυτή οφείλεται στο γεγονός ότι για δεδομένη τιμή της τέμνουσας βάσης, στην τριγωνική κατανομή, οι ανώτεροι όροφοι της κατασκευής συγκεντρώνουν μεγαλύτερο ποσοστό των σεισμικών δυνάμεων σε σχέ-

ση με τις αντίστοιχες δυνάμεις της ομοιόμορφης κατανομής. Αποτέλεσμα αυτού είναι οι μετακινήσεις του κόμβου αναφοράς (κορυφή της κατασκευής) να είναι μεγαλύτερες για δεδομένη τιμή της τέμνουσας βάσης για την περίπτωση της τριγωνικής κατανομής.



Σχήμα 8. Καμπύλες ικανότητας ομοιόμορφης και τριγωνικής κατανομής (διεύθυνση Y)

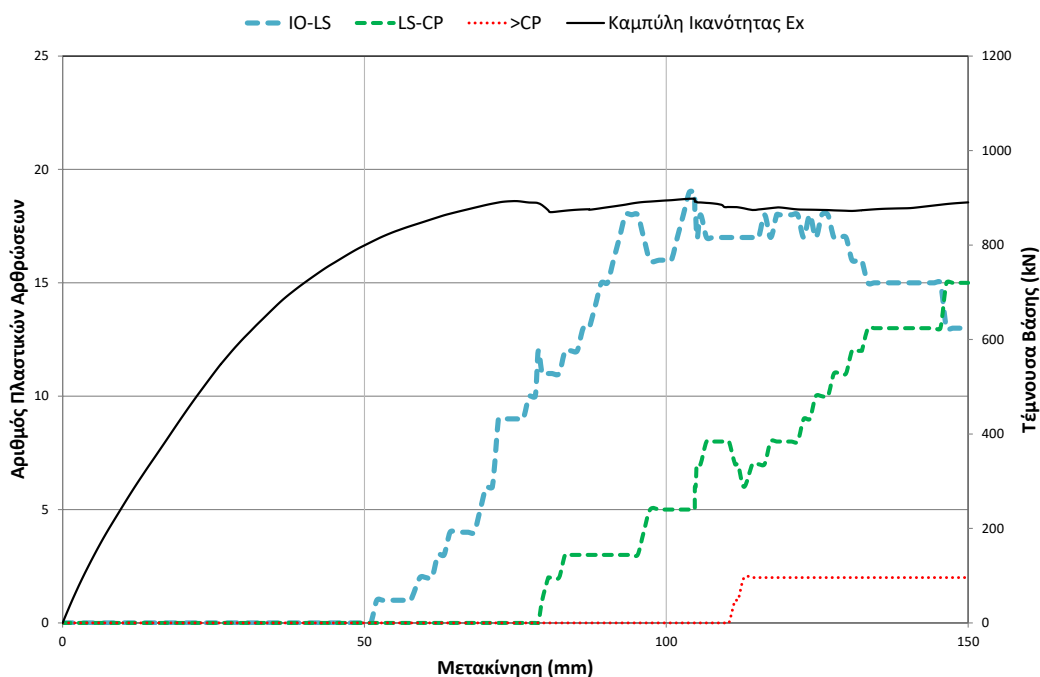
Λόγω της μικρής διαφοράς στην απόκριση που παρατηρείται μεταξύ των δύο διαφορετικών κατανομών των οριζοντίων δυνάμεων, για τα παρακάτω παρουσιάζονται τα αποτελέσματα μόνο για την ομοιόμορφη κατανομή.

5.2.3. ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΩΝ

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών με βάση τις στάθμες επιτελεστικότητας (Performance Based Design) βασίζεται στην αρχή του καθορισμού αποδεκτού επιπέδου ζημιών ανάλογα με την πιθανότητα εμφάνισης της σεισμικής δόνησης σχεδιασμού. Η μέθοδος εξετάζει τον πραγματικό τρόπο που θα συμπεριφερθεί η κατασκευή σε διάφορα επίπεδα ισχύος της σεισμικής δόνησης σχεδιασμού και το αντίστοιχο αναμενόμενο επίπεδο ζημιών.

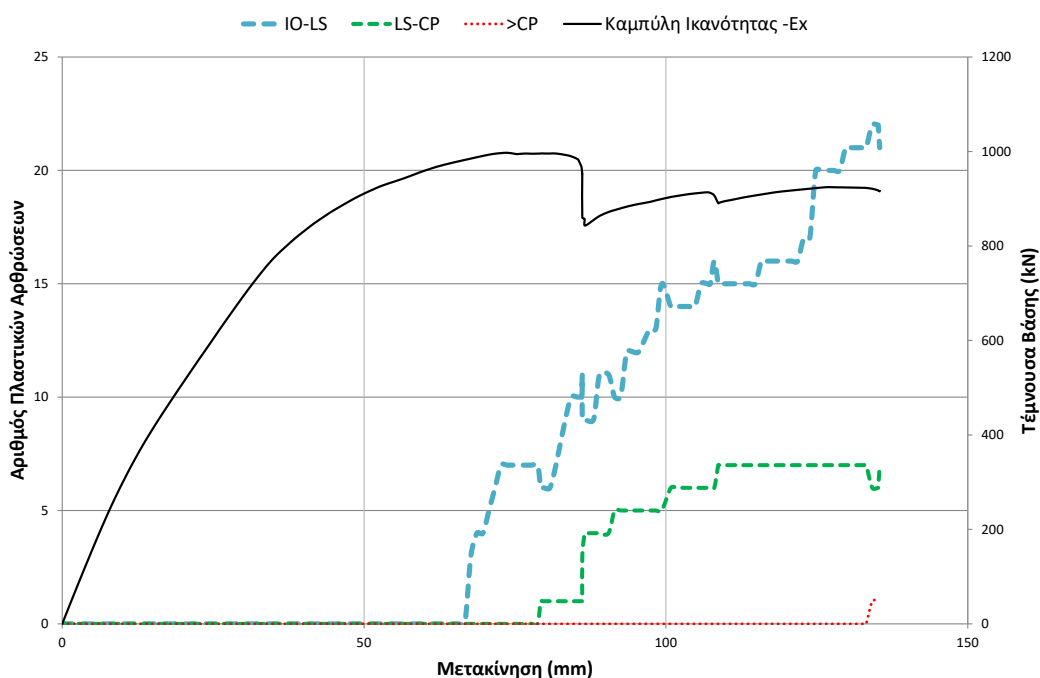
Με τις στάθμες επιτελεστικότητας μπορεί να χαρακτηριστεί είτε μακροσκοπικά το σύνολο της κατασκευής, είτε τοπικά το κάθε άκρο του κάθε μέλους της, το οποίο πιθανώς να εμφανίσει ανελαστική συμπεριφορά. Η πρώτη περίπτωση χαρακτηρισμού της κατασκευής γίνεται συνήθως με τη χρήση μεγεθών όπως η σχετική μετάθεση μεταξύ διαδοχικών ορόφων που αποτελεί μέτρο εμφάνισης βλαβών στα φέροντα και μη-φέροντα στοιχεία. Αντιστοίχως, ο χαρακτηρισμός του άκρου ενός μέλους με μια στάθμη επιτελεστικότητας γίνεται με κριτήριο την εκεί αναπτυσσόμενη παραμόρφωση του (σε όρους στροφής χορδής ή καμπυλότητας).

Στις ανελαστικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν τα όρια των σταθμών επιτελεστικότητας για την διατομή κάθε μέλους οπλισμένου σκυροδέματος υπολογίστηκαν σε όρους στροφών με χρήση του προγράμματος BIAx [4, 5] ακολουθώντας τις διατάξεις της **ΚΑΝ.ΕΠΕ. Παράρτημα §4.4**[1].

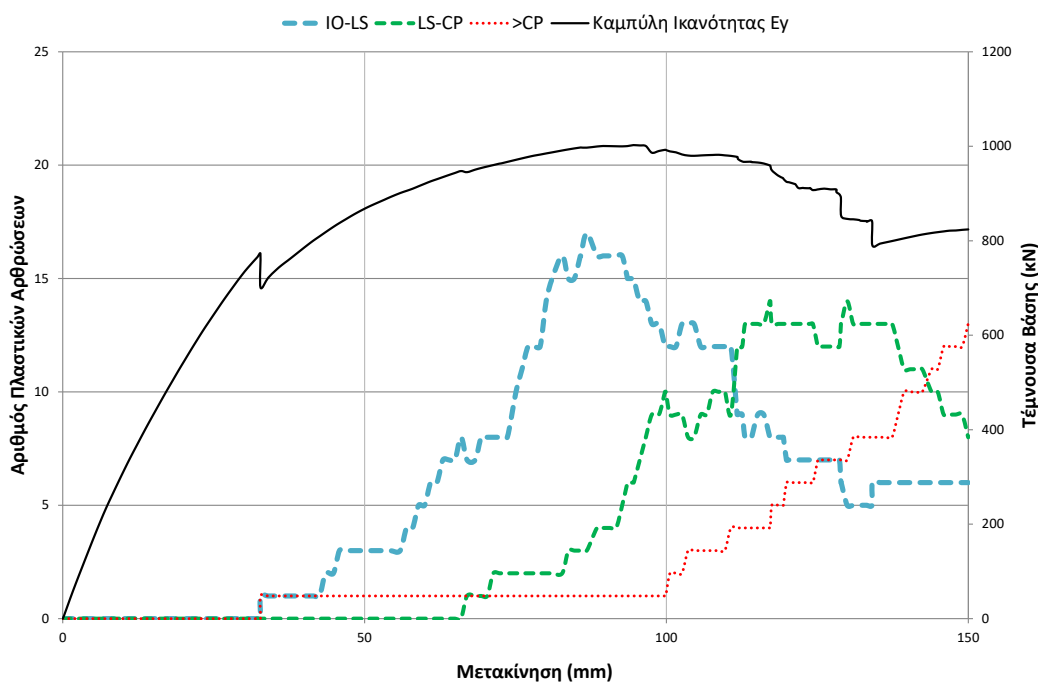


Σχήμα 9. Αριθμός πλαστικών αρθρώσεων ανά στάθμη επιτελεστικότητας για ομοιόμορφη κατανομή στη διεύθυνση X

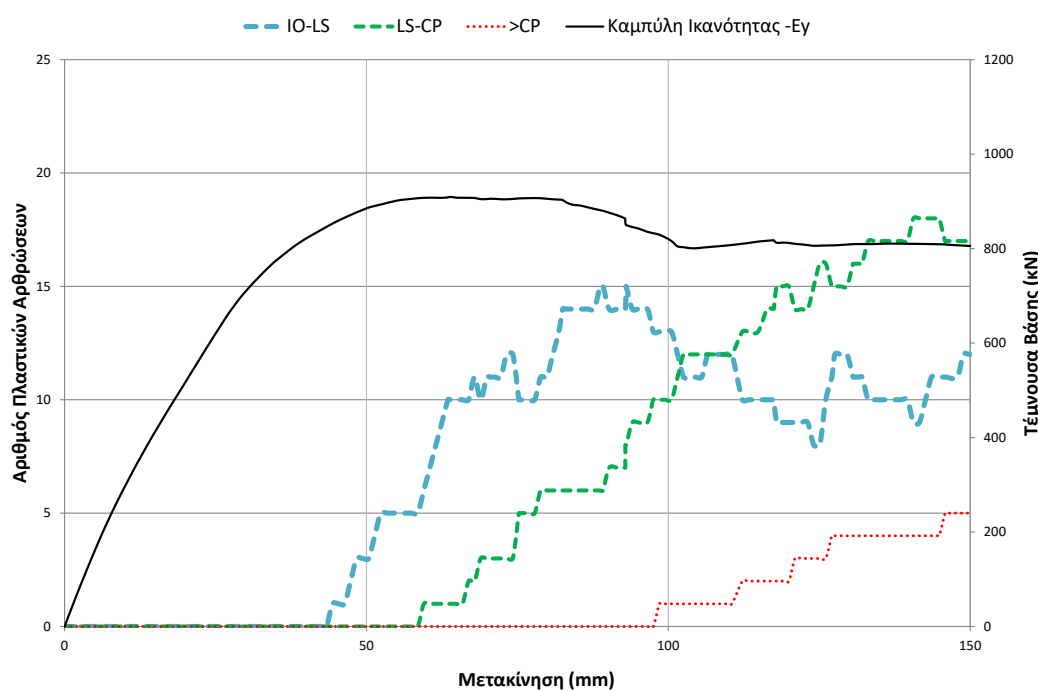
Επειδή κατά τον σχεδιασμό της κατασκευής δεν υπήρχαν διατάξεις περί ικανοτικού σχεδιασμού των υποστυλωμάτων και λόγω των ισχυρών δοκών σε σχέση με τα περιμετρικά υποστυλώματα (σχετικά μικρής διατομής 300x300mm), παρατηρούμε ότι ειδικά για αυτά, σε όλες τις διευθύνσεις φόρτισης προηγείται εκεί η εμφάνιση πλαστικών αρθρώσεων έναντι των δοκών.



Σχήμα 10. Αριθμός πλαστικών αρθρώσεων ανά στάθμη επιτελεστικότητας για ομοιόμορφη κατανομή στη διεύθυνση -X



Σχήμα 11. Αριθμός πλαστικών αρθρώσεων ανά στάθμη επιτελεστικότητας για ομοιόμορφη κατανομή στη διεύθυνση Y



Σχήμα 12. Αριθμός πλαστικών αρθρώσεων ανά στάθμη επιτελεστικότητας για ομοιόμορφη κατανομή στη διεύθυνση -Y

5.3. ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ

Κατά τη διάρκεια της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης, θα πρέπει ταυτόχρονα με τα σεισμικά να ασκούνται στον φορέα και τα κατακόρυφα φορτία βαρύτητας του συνδυασμού $G + 0.3Q$. Για την επιβολή των στατικών φορτίων με τον συγκεκριμένο τύπο ανάλυσης, σύμφωνα με το εγχειρίδιο χρήσης του προγράμματος [7], θα πρέπει πριν τη δυναμική ανελαστική ανάλυση με τη χρονοϊστορία επιταχύνσεων να προηγηθεί μια επίσης ανελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας

για τα κατακόρυφα φορτία. Αυτό το βήμα είναι αναγκαίο καθώς για την επιβολή μιας φόρτισης στατικού χαρακτήρα, όπως αυτή που αφορά τα κατακόρυφα μόνιμα και μεταβλητά φορτία, μέσω ανελαστικής ανάλυσης χρονοϊστορίας, θα πρέπει να ληφθεί μέριμνα σταδιακής εφαρμογής της στον φορέα ώστε να μην προκαλέσει ανεπιθύμητη αδρανειακή απόκριση. Μετά την επιβολή της πλήρους τιμής των κατακόρυφων φορτίων, θα πρέπει να ακολουθεί ένα χρονικό διάστημα σταθεροποίησης τους με παράλληλο καθορισμό μεγάλης τιμής απόσβεσης, ώστε να εξαλειφθούν όποιες ενδεχόμενες παρασιτικές ταλαντώσεις έχουν προκληθεί κατά τη διάρκεια της ανάλυσης.

Το μη-γραμμικό σύστημα διαφορικών εξισώσεων κίνησης επιλύεται με χρήση άμεσης ολοκλήρωσης (Direct Integration) με τη μέθοδο HHT (Hilber-Hughes-Taylor). Το μητρώο απόσβεσης της κατασκευής υπολογίζεται με θεώρηση συντελεστή ιξώδους απόσβεσης $\xi=0.05$.

Σύμφωνα με **KAN.EΠΕ. §5.6.3.3**[1], εφόσον χρησιμοποιούνται τουλάχιστον 3 επιταχυνσιογραφήματα (ή ζεύγη επιταχυνσιογραφημάτων για ανάλυση στο χώρο), ο έλεγχος θα γίνεται για τη μέγιστη τιμή κάθε εντατικού μεγέθους.

Ο **EC8 §4.3.3.4.3** [3] δίνει τη δυνατότητα μελέτης μιας κατασκευής με τη χρήση δυναμικής ανελαστικής ανάλυσης, αν και στην περίπτωση της Ελλάδας το Εθνικό Προσάρτημα του EC8 επιτρέπει τη χρήση μη-γραμμικών μεθόδων μόνο συμπληρωματικά. Από τις επιμέρους παραμέτρους που πρέπει να ληφθούν υπόψη κατά την επιλογή των επιταχυνσιογραφημάτων, αναφέρονται οι παρακάτω που αφορούν τη χρήση καταγραφών σεισμικών γεγονότων (**EC8 §3.2.3.1.2(4)** και **§3.2.3.1.3**[3]):

- θα πρέπει να επιλεγούν τουλάχιστον 3 επιταχυνσιογραφήματα ή περισσότερα
- οι καταγραφές που θα χρησιμοποιηθούν πρέπει να αφορούν αντίστοιχο σεισμοτεκτονικό περιβάλλον και εδαφικές συνθήκες με τη θέση μελέτης
- τα επιταχυνσιογραφήματα που θα χρησιμοποιηθούν πρέπει να κανονικοποιηθούν στην τιμή της εδαφικής επιτάχυνσης της σεισμικής ζώνης που ανήκει η υπό εξέταση περιοχή
- στο εύρος περιόδων μεταξύ $0.2T_1$ και $2T_1$ (όπου T_1 η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της υπό μελέτη κατασκευής στη διεύθυνση σεισμικής φόρτισης), δεν θα πρέπει να υπάρχει τιμή του μέσου φάσματος των επιλεγμένων επιταχυνσιογραφημάτων που να είναι μικρότερη του 90% της τιμής του ελαστικού φάσματος απόκρισης του EC8 (αφορά πάντα φάσματα με 5% απόσβεση)

Καθώς στόχος της παρούσας εργασίας είναι η διερεύνηση της ανελαστικής συμπεριφοράς της κατασκευής και όχι η αποτίμηση της για συγκεκριμένη σεισμική ένταση, θεωρήθηκε σκόπιμη η χρήση των επιλεγέντων επιταχυνσιογραφημάτων χωρίς περαιτέρω επεξεργασία (spectral matching ή scaling).

Οι επιλεγέντες σεισμοί, στις διευθύνσεις X και Y (δύο οριζόντιες και κάθετες μεταξύ τους συνιστώσες, ενώ η κατακόρυφη συνιστώσα αγνοείται) παρουσιάζονται στον πίνακα που ακολουθεί (Πίνακας 3), μαζί με την καταγραφείσα μέγιστη σεισμική επιτάχυνση (PGA) του κάθε επιταχυνσιογραφήματος.

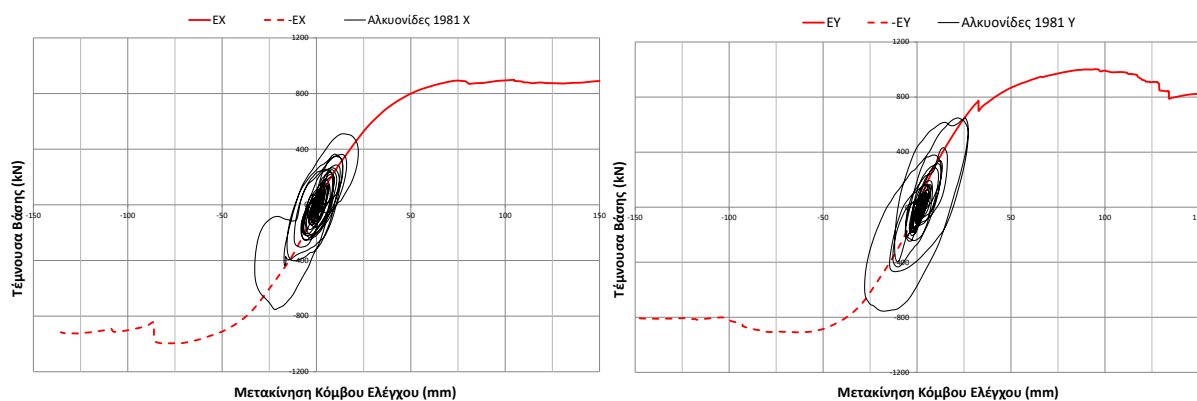
Σεισμική Διέγερση	Σταθμός	Χρονική Διάρκεια (sec)	PGA (cm/s^2)
Αλκωνίδες, 1981	Κόρινθος 1 (HL)	40.69	292.22
			237.33
Καλαμάτα, 1986	Καλαμάτα 1 (HL)	25.88	297.01
			218.82
Αίγιο, 1995	Αίγιο 1 (HL)	29.79	510.615
			488.708

Πίνακας 3. Επιταχυνσιογραφήματα κατά την διεύθυνση X και Y του κτιρίου

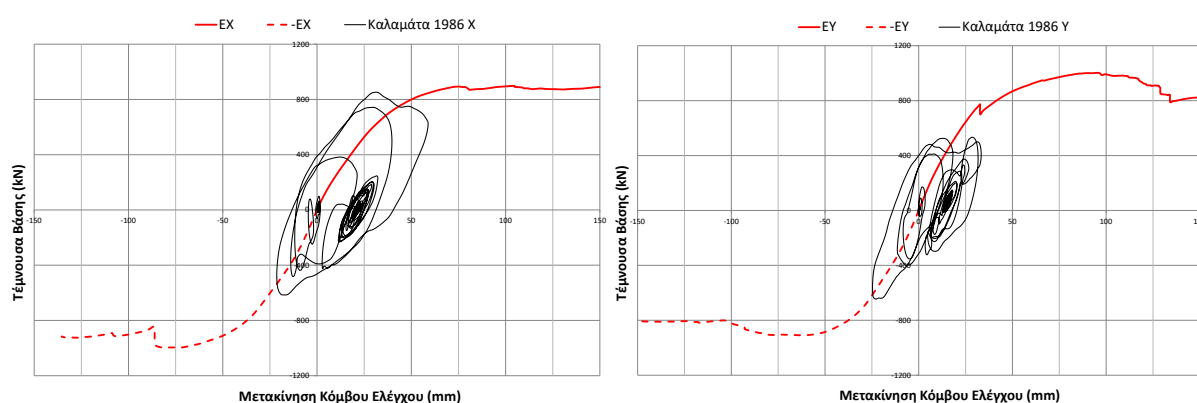
5.3.1. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΒΡΟΓΧΩΝ ΥΣΤΕΡΗΣΗΣ-ΚΑΜΠΥΛΩΝ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ

Στα Σχήματα 13, 14, 15 παρουσιάζεται το μέγεθος της τέμνουσας βάσης συναρτήσει της μετακίνησης του κόμβου ελέγχου (κέντρο βάρους πλάκας δώματος) ανά διεύθυνση για τις ανελαστικές δυναμικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν. Στα ίδια διαγράμματα παρατίθενται επίσης και οι καμπύλες ικανότητας για την αντίστοιχη διεύθυνση όπως αυτές υπολογίστηκαν παραπάνω.

Η σεισμικές κινήσεις που χρησιμοποιήθηκαν φορτίζουν την κατασκευή ταυτοχρόνως σε δύο διευθύνσεις και επομένως η σύγκριση με τις καμπύλες ικανότητας που προέκυψαν από φόρτιση σε μία διεύθυνση γίνεται για λόγους εποπτείας.



Σχήμα 13. Σύγκριση βρόγχων υστέρησης και καμπυλών ικανότητας - Αλκυονίδες 1981

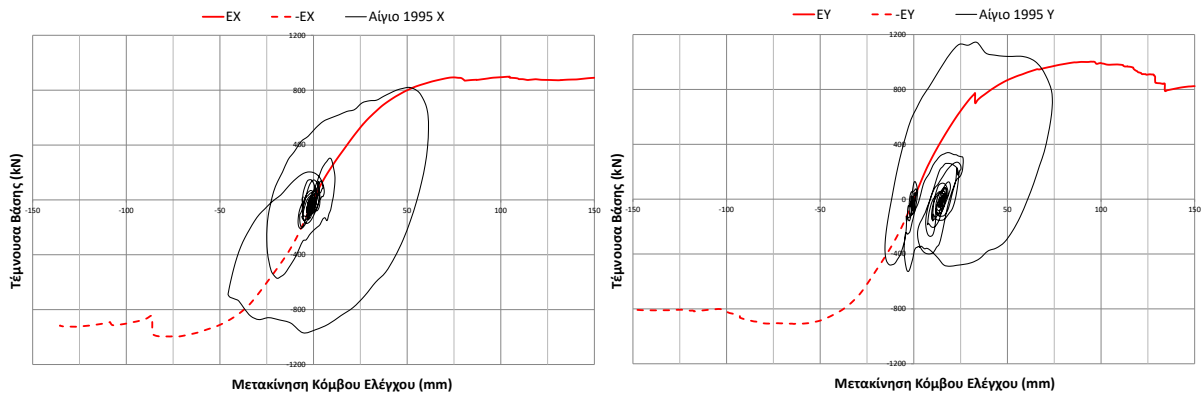


Σχήμα 14. Σύγκριση βρόγχων υστέρησης και καμπυλών ικανότητας - Καλαμάτα 1986

Παρατηρούμε ότι τόσο για την περίπτωση του σεισμού της Καλαμάτας όσο για την περίπτωση του σεισμού του Αιγίου, λόγω των χαρακτηριστικών της κίνησης του εδάφους το κτίριο αποκτά, μετά την ανάπτυξη πλαστικών παραμορφώσεων, μία νέα μετακινημένη θέση ισορροπίας. Επίσης, χαρακτηριστικό είναι ότι οι μετακινήσεις που αναπτύσσονται και στις τρεις περιπτώσεις είναι σημαντικά μικρότερες από αυτές που επιτεύχθηκαν μέσω της στατικής ανελαστικής ανάλυσης, γεγονός που οφείλεται στην ανακυκλιζόμενη φύση της σεισμικής κίνησης.

Σχετικά με την απόκριση της κατασκευής για τον σεισμό του Αιγίου, παρατηρούμε τιμές της τέμνουσας βάσης που ξεπερνούν το άνω όριο τέμνουσας που βρέθηκε από την στατική ανελαστική ανάλυση. Αυτό οφείλεται πιθανώς στο ότι η καταγραφή που χρησιμοποιήθηκε χαρακτηρίζεται ως παλμική, οδηγώντας στην ανάπτυξη μεγάλων οριζόντιων σχετικών ταχυτήτων και αντίστοιχα μεγάλων δυνάμεων λόγω απόσβεσης.

Όσο αφορά την κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων στην κατασκευή, παρατηρείται και στην περίπτωση των ανελαστικών δυναμικών αναλύσεων όπως και στην περίπτωση των ανε-

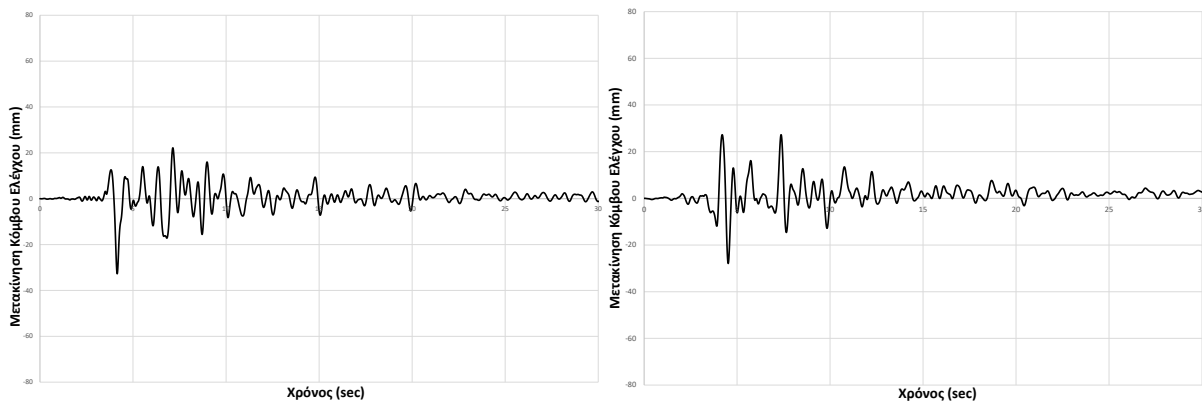


Σχήμα 15. Σύγκριση βρόγχων υστέρησης και καμπυλών ικανότητας - Αίγιο 1995

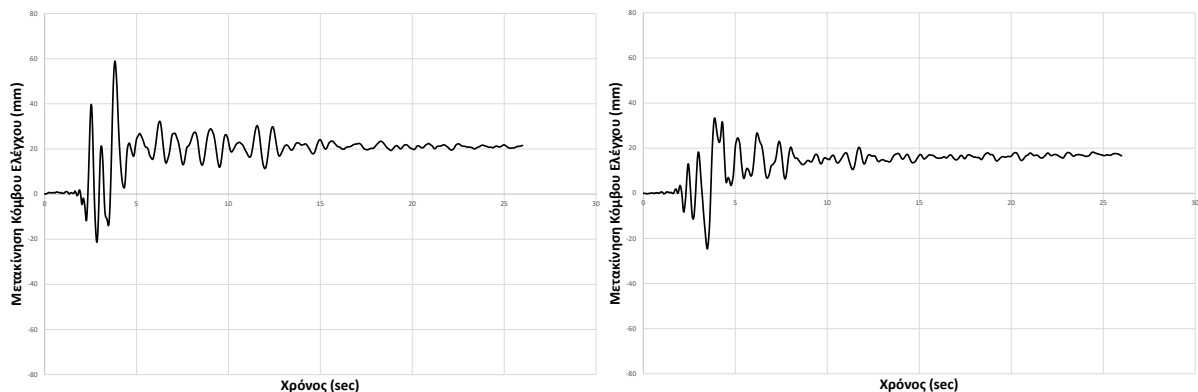
λαστικών στατικών αναλύσεων, η εμφάνιση πλαστικών αρθρώσεων στην βάση και την κορυφή των υποστυλωμάτων του ισογείου.

5.3.2. ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΚΟΜΒΟΥ ΕΛΕΓΧΟΥ

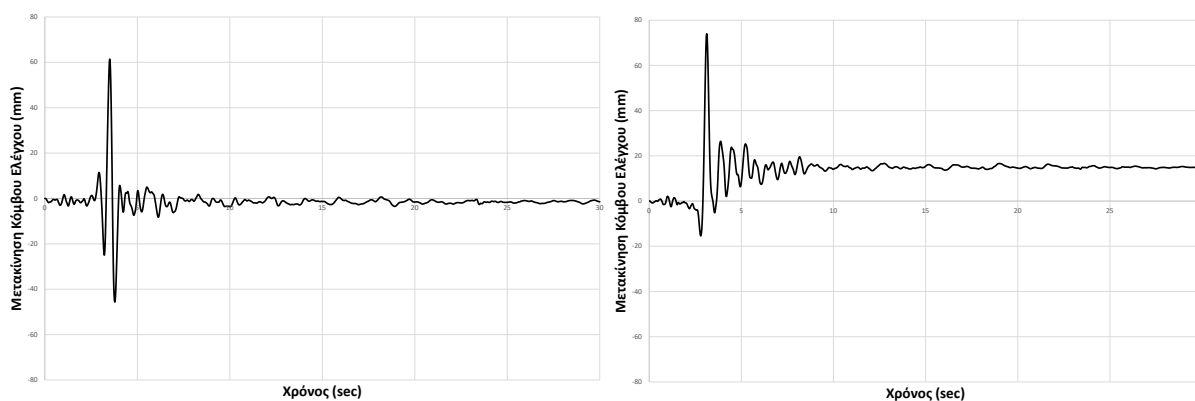
Στα παρακάτω Σχήματα 13, 14, 15 παρουσιάζονται οι σχετικές με το έδαφος μετακινήσεις της πλάκας δώματος σε σχέση με τον χρόνο.



Σχήμα 16. Διαγράμματα μετακίνησης κόμβου ελέγχου-χρόνου στις διευθύνσεις X και Y - Αλικονίδες 1981



Σχήμα 17. Διαγράμματα μετακίνησης κόμβου ελέγχου-χρόνου στις διευθύνσεις X και Y - Καλαμάτα 1986



Σχήμα 18. Διαγράμματα μετακίνησης κόμβου ελέγχου-χρόνου στις διευθύνσεις X και Y - Αίγιο 1995

Οι μέγιστες μετακινήσεις εμφανίζονται για την περίπτωση του σεισμού του Αιγίου. Ενδιαφέρον παρουσιάζει το γεγονός ότι τόσο και για τις δύο διευθύνσεις στον σεισμό της Καλαμάτας όσο και για την διεύθυνση Y στον σεισμό του Αιγίου, εμφανίζονται παραμένουσες μετακινήσεις της τάξης των 2cm.

6. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Από τις ανελαστικές στατικές και δυναμικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν για την υφιστάμενη κατασκευή υπό εξέταση (όπως αυτή περιγράφηκε στην Παράγραφο 4) προκύπτουν τα εξής συμπεράσματα τόσο ως προς τη συγκεκριμένη κατασκευή όσο και ως προς τις δύο μεθόδους ανάλυσης:

- Λόγω του μικρού αριθμού των ορόφων της κατασκευής, οι διαφορές που προκύπτουν στην καμπύλη ικανότητας για την ομοιόμορφη και την τριγωνική κατανομή είναι αρκετά μικρές και για τις δύο διευθύνσεις φόρτισης.
- Λόγω του πλαισιακού τύπου του φορέα και της έλλειψης τοιχωμάτων οι πλαστικές αρθρώσεις δημιουργούνται ομοιόμορφα στα διάφορα μέλη της κατασκευής με αποτέλεσμα η έναρξη εμφάνισης βλαβών να γίνεται για σχετικές μετακινήσεις ορόφων περίπου στο 1% του ύψους ορόφου. Ωστόσο, τέτοιες μετακινήσεις είναι αρκετές για να δημιουργήσουν βλάβες στα μη-φέροντα στοιχεία (π.χ. τοιχοπληρώσεις). Επομένως, ο χαρακτηρισμός της στάθμης επιτελεσματικότητας της κατασκευής θα ήταν ορθότερος αν λαμβανόταν υπόψη και η κατάσταση των μη-φερόντων στοιχείων.
- Όπως προέκυψε και από τα δύο είδη αναλύσεων, στο κτίριο υπό εξέταση γίνεται σαφές ότι η εμφάνιση των πλαστικών αρθρώσεων προηγείται στα υποστυλώματα έναντι των δοκών, πράγμα που μπορεί να οδηγήσει στην απώλεια ευστάθειας του φορέα (πλαστικός όροφος).
- Το μέγεθος των σχετικών μετακινήσεων των ορόφων που προκύπτουν και από τις δύο ανελαστικές αναλύσεις οδηγούν στο συμπέρασμα ότι για την εύρεση της εντατικής κατάστασης των υποστυλωμάτων (ιδιαίτερα του ισογείου), θα ήταν σκόπιμο να ληφθούν υπόψη φαινόμενα 2ας τάξης (προσαύξηση ροπών κάμψης στη βάση των υποστυλωμάτων).
- Οι μετακινήσεις που αναπτύσσονται από ισχυρές σεισμικές κινήσεις όπως αυτές του σεισμού του Αιγίου είναι σημαντικά μικρότερες από εκείνες που δύναται να αναπτυχθούν για τα μονοτονικά εφαρμοζόμενα οριζόντια φορτία της ανελαστικής στατικής ανάλυσης.
- Η τυχατική φύση των σεισμικών κινήσεων μπορεί να οδηγήσει σε αθροιζόμενες μεταελαστικές μετακινήσεις οι οποίες δεν μπορούν να προβλεφθούν μέσω της στατικής ανελαστικής ανάλυσης (ταλάντωση του συστήματος γύρω από νέες θέσεις ισορροπίας - Σχήματα 14, 15).

7. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] ΚΑΝ.ΕΠΕ., ΦΕΚ2984/Β’/30-08-2017, 2η Αναθεώρηση, 2017
- [2] CEN (2004). EN 1992–1-1: Eurocode 2: Design of concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: European Committee for Standardisation.
- [3] CEN (2004). EN 1998–1: Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels: European Committee for Standardisation.
- [4] Μ. Γ. Σφακιανάκης, Πρόγραμμα ΒΙΑΧ (Version 2017.01), “Οδηγίες Χρήσεις”, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πάτρων, Πάτρα, 2017
- [5] Μ. Γ. Σφακιανάκης, “Αναλύσεις τύπου Pushover με τα προγράμματα CSi SAP2000, ETABS και ΒΙΑΧ”, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πάτρων, Πάτρα, 2013
- [6] ΕΚΩΣ2000, Ελληνικός Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος, Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ., Γενική Γραμματεία Δημοσίων Έργων, Αθήνα, 2000
- [7] CSI Analysis Reference Manual for ETABS18, Computers & Structures, Inc., 1978-2017
- [8] Μ. Ν. Φαρδής, “Μαθήματα Οπλισμένου Σκυροδέματος-Μέρος 1”, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πάτρων, Πάτρα, 2017
- [9] Σ. Η. Δρίτσος, “Ενισχύσεις-Επισκευές Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος-Σημειώσεις”, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα, 2019
- [10] Χ. Κοτανίδης, Ν. Ι. Δουδούμης, Ι. Ν. Δουδούμης, “Συγκριτική μελέτη εφαρμογής των μεθόδων ανάλυσης Static Pushover και Time-History σε κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος”, 15ο Συνέδριο Σκυροδέματος, ΤΕΕ, ΕΤΕΚ, Αλεξανδρούπολη, Οκτώβριος 2006
- [11] Ε. Κίρτας, Γ. Παναγόπουλος, “Προσομοίωση Κατασκευών σε Προγράμματα Ηλεκτρονικού Υπολογιστή”, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών ΤΕ και Μηχανικών Τοπογραφίας και Γεωπληροφορικής ΤΕ, ΤΕΙ Κεντρικής Μακεδονίας, 2015